

Verificação da Segurança Estrutural e Avaliação do Comportamento de uma Torre Medieval

*H. Varum**,¹
*H. Rodrigues**,²

Resumo

Neste artigo descrevem-se as análises numéricas de avaliação da segurança estrutural da Torre Medieval de Vilharigues, em Vouzela. Com as análises realizadas pretendeu-se interpretar as patologias estruturais, estudar o efeito da inclinação das paredes e analisar a viabilidade de apoio de uma nova estrutura.

Para a análise estrutural foram utilizadas ferramentas de elementos finitos, com a elaboração de vários modelos que traduzem o comportamento da estrutura. Foi dada atenção especial à vulnerabilidade sísmica, considerando vários níveis de intensidade sísmica.

Neste artigo são apresentados os resultados obtidos, interpretados os danos estruturais, verificada a estabilidade global, e avaliada a viabilidade de apoio da nova estrutura.

Palavras-chave: Método dos Elementos Finitos; Avaliação; Reabilitação; Construções Históricas

1 Introdução

Este artigo apresenta o estudo de avaliação da segurança estrutural da torre medieval de Vilharigues [1], em Vouzela, interpreta as patologias estruturais encontradas, assim como, a viabilidade de apoio de uma nova estrutura a ser realizada na recuperação da torre.

Para a realização deste estudo foram utilizadas ferramentas avançadas de elementos finitos, recorrendo a vários modelos de forma a caracterizar com o máximo rigor o comportamento da estrutura, sujeita às acções em causa, e com condições fronteira que reproduzem da melhor forma as condições reais do seu funcionamento.

2 Descrição Geral da Torre

Para avaliar a segurança estrutural e interpretar os danos estruturais e suas causas, deve compreender-se bem o seu comportamento. Quando se tratam de edificações históricas esta tarefa é mais complexa, devido aos processos construtivos e materiais utilizados na época, o que torna mais difícil a sua correcta caracterização.

Assim, para estudar a estabilidade estrutural de qualquer edificação histórica é necessário recolher

toda a informação existente possível, nomeadamente a utilização inicial e alterações ao longo da sua vida, de forma a compreender o seu comportamento, as causas dos danos existentes, e criar uma base de conhecimento de suporte a futuras intervenções de reparação, reforço e reabilitação.

2.1 Breve descrição histórica

No o concelho de Vouzela podem encontrar-se três torres medievais. No entanto, os registos históricos levam a crer que existiram outras [2, 4], o que as torna património histórico muito importante para o concelho, representando a sua cultura e origens. A importância destas obras motiva o seu restauro e recuperação.

A torre de Vilharigues, situada na povoação do Paço de Vilharigues, no concelho de Vouzela, foi construída nos finais do século XIII, ou início do século XIV, e é um marco histórico do concelho, estando classificada como Imóvel de Interesse Público [2].

2.2 Descrição da torre

A torre apresenta uma tipologia típica da sua época militar, com uma geometria original em planta aproximadamente quadrada. No entanto, devido ao

* Departamento de Engenharia Civil, Universidade Aveiro, Campus Universitário de Santiago, 3810-193 Aveiro

1 e-mail: hvarum@civil.ua.pt

2 e-mail: hrodrigues@aveiro-norte.ua.pt

desgaste e infortúnios do tempo, apenas existem dois panos de parede completos, com altura máxima aproximada de 10 m.

A estrutura da torre existente é constituída por duas paredes robustas de pedra, de pano duplo, sendo possível identificar os apoios de três pisos pré-existent em madeira. No topo de cada parede podem ainda ver-se o que resta de um balcão de sacada (varanda), assente sobre quatro cachorros. Na fachada norte pode ver-se uma janela de duplo arco quebrado, dividido por mainel e na fachada oeste duas frestas muito estreitas [3].



Figura 1 - Torre medieval de Vilharigues [3].

2.3 Obras de reparação anteriores

Após algumas pesquisas em arquivos da Câmara Municipal de Vouzela e da Direcção Geral de Monumentos e Edifícios Nacionais, foram encontrados apenas alguns registos pouco explícitos sobre obras de reparação da torre.

O primeiro registo, datado de 5 de Julho de 1938, trata-se de um documento dirigido à Direcção dos Monumentos Nacionais, referindo-se a uma estimativa de custo das obras no "Castelo de Vilharigues - Vouzela", o qual refere já a existência de apenas duas paredes passíveis de restauro e que os outros dois panos devem apenas ser conservados como ruínas [3].

O segundo registo, datado de 17 de Junho de 1971, trata-se de um relatório realizado no âmbito da visita às obras no Castelo de Vilharigues, onde se lavram alguns comentários referentes ao andamento das obras. Neste documento é referida uma reconstrução parcial do embasamento da torre por forma a definir melhor a configuração da torre, o apeamento do cunhal e o restauro de uma das varandas [3].

2.4 Patologias estruturais

Durante as visitas efectuadas à torre foram detectadas vários danos estruturais que revelam

algumas deficiências do comportamento estrutural da mesma. Foi encontrado um largo número de fendas nas paredes de alvenaria, quer no pano interior, quer no pano exterior, como se mostra nas Figuras 2 a 8.



Figura 2 - Fenda na face interior da fachada oeste.



Figura 3 - Fenda na face exterior da fachada oeste.



Figura 4 - Fissuras na face interior da fachada oeste.



Figura 5 - Fissuras na fachada oeste junto ao cunhal.



Figura 6 - Fissuras na face interior da fachada norte.



Figura 7 - Fenda na fachada oeste

Como se pode verificar na Figura 8, é nítido o empeno da parede oeste. A explicação mais plausível está directamente relacionada com o processo construtivo adoptados na construção das paredes. Estas deveriam ser construídas com uma ligeira inclinação para o interior, de forma a compensar parcialmente a excentricidade provocada pelo peso das

varandas e, por outro lado, para produzir uma estrutura melhor confinada. Após a derrocada da parede adjacente, a excentricidade poderá ter provocado em efeito desfavorável das cargas permanentes, e consequentemente o empeno da parede oeste.



Figura 8 - Empeno da parede oeste.



Figura 9 - Fissuras nas padieiras.

A maioria das padieiras existentes nas duas paredes encontram-se fissuradas. Na Figura 9, a título de exemplo, representam-se os danos nas padieiras das aberturas na face interior da fachada oeste. Deve salientar-se que as aberturas do lado interior tem maiores dimensões que do lado exterior das paredes.

3 Modelo Estrutural

Foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional da estrutura no programa de cálculo ROBOT [9], pelo método dos elementos finitos, a partir do levantamento das características geométricas da estrutura existente.

Para a caracterização das propriedades mecânicas dos materiais, e devido à impossibilidade

de realização de ensaios in situ para caracterização da rigidez, da capacidade resistente e do comportamento dinâmico, foi realizada uma pesquisa bibliográfica das características mecânicas de alvenarias de pedra análogas à alvenaria da estrutura em estudo.

3.1 Método dos elementos finitos

Para a definição do modelo estrutural foi caracterizada a geometria da estrutura, as propriedades dos materiais, as condições fronteira e as solicitações.

Das análises numéricas obtiveram-se resultados em termos de campos de deslocamentos e tensões, para cada caso de carga e combinação de acções definidas, que permitiram compreender e interpretar o comportamento da estrutura.

Foram utilizados elementos finitos de casca rectangulares de oito nós, e foi adoptado um modelo de comportamento elástico-linear e isotrópico.

3.2 Geometria da estrutura e malha de elementos finitos

A geometria da torre foi obtida através dos desenhos e fotografias fornecidas pela Câmara Municipal de Vouzela [3], complementada com visitas técnicas à obra.

O modelo global da estrutura (Figura 10) foi representado por uma malha de elementos finitos com 3253 nós e 985 elementos, resultando um sistema de equações de equilíbrio com 19338 graus de liberdade.

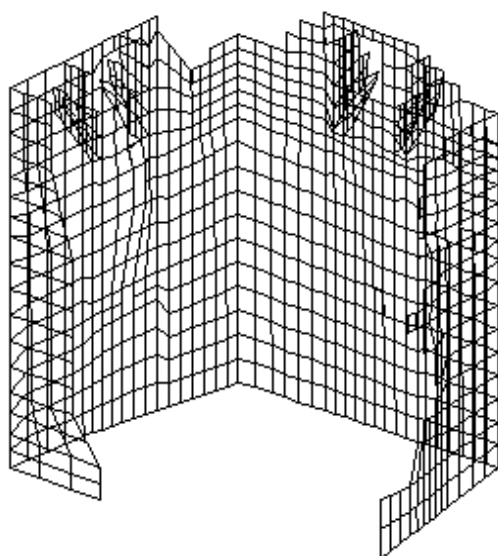


Figura 10 - Vista tridimensional da malha.

A espessura da parede varia desde 1,35 m na base e 0,95 m no topo. No modelo estrutural foi assumida uma variação linear desta espessura.

O empeno das paredes da torre, induz excentricidades nas cargas. Além disso, a variação de espessura das paredes ao longo da altura não é simétrica, resultando que o plano médio destas não seja vertical e assim surgem outras excentricidades associadas. Estas excentricidades associadas ao desaprumo das paredes alteram a distribuição dos esforços na estrutura, podendo afectar a sua própria estabilidade. Para contemplar este fenómeno no modelo numérico, foi medido no local o desaprumo das paredes em alguns pontos relevantes.

No modelo numérico elaborado, o desaprumo do plano médio das paredes não foi contemplado como uma característica geométrica, mas como uma acção fictícia. Por simplificação, considerou-se um empeno médio de 3 cm na parede oeste e de 10 cm na parede norte, ambos no sentido do interior para o exterior da torre.

3.3 Apoios

Foram consideradas como condições fronteira as que melhor representam o real comportamento da estrutura. Assim, e porque o solo de fundação aparenta ser de muito boa qualidade, foram adoptados apoios rígidos em todos os pontos da base das paredes, impedindo os deslocamentos nas três direcções e as rotações destes pontos em torno de um eixo horizontal segundo o desenvolvimento de cada parede.

3.4 Propriedades dos materiais

O conhecimento das características físicas e mecânicas dos materiais é fundamental na avaliação do comportamento de qualquer tipo de estrutura quando submetida a solicitações de carácter estático e dinâmico. Esta preocupação deve ser mais pronunciada quando se trata de um edifício de interesse histórico. Contudo, na maioria dos casos, existem muitas incertezas associadas às propriedades destes materiais, devido à idade avançada e conseqüente degradação destas construções, às técnicas de construção e materiais utilizados, muito diferentes dos utilizados actualmente, à falta de documentação e estudos nestas áreas.

Para uma melhor aproximação do modelo estrutural na modelação do comportamento real da estrutura, torna-se necessário efectuar um determinado número de procedimentos com vista à recolha de dados. Neste estudo, os valores adoptados para as características dos materiais são baseados em dados bibliográficos para materiais e estruturas do tipo da estudada.

Da pesquisa bibliográfica realizada foram adoptados para as propriedades mais relevantes dos materiais em causa os valores resumidos na Tabela 1.

No modelo estrutural foram considerados dois materiais-tipo, designando por granito para os elementos das varandas e alvenaria para o resto da estrutura, admitindo-se para ambos um comportamento elástico, linear e isotrópico.

3.5 Acções

Nestas análises foram consideradas uma série de acções internas e externas por forma a interpretar o comportamento da estrutura existente, verificar a segurança estrutural, e estudar a possibilidade de apoio de uma nova estrutura a construir sobre as paredes existentes.

As acções internas consideradas foram:

- peso próprio das paredes e varandas;
- efeitos de segunda ordem devido ao empeno das paredes (acção fictícia);

As acções externas introduzidas no modelo foram:

- acção do vento (W);
- acção sísmica (E);
- acções resultantes da estrutura a construir (peso próprio da estrutura e sobrecarga, de acordo com o programa fornecido do projecto de reabilitação da torre [3]).

3.5.1 Peso próprio das paredes e varandas

A experiência demonstra que em algumas estruturas deste tipo, ou pelo menos em alguns elementos construtivos, algumas das patologias encontradas são devidas ao elevado nível de tensões instaladas na estrutura para a acção do seu próprio peso. No entanto, para certas combinações de acções, este poderá ter uma importante contribuição na estabilidade da estrutura.

Por simplificação, as varandas foram simuladas sem os elementos horizontais que as constituem. O peso próprio destes elementos foi simulado com cargas concentradas equivalentes.

3.5.2 Efeitos de segunda ordem devido ao empeno das paredes

O modelo estrutural assume que o plano médio de cada parede que compõe a estrutura é perfeitamente

vertical. Os efeitos da não verticalidade das faces de cada parede e do empeno das mesmas, medido na obra, foram simulados através de uma carga equivalente distribuída ao longo da altura da parede proporcional ao seu empeno.

3.5.3 Acção do vento

A acção do vento (W) foi considerada de acordo com o estipulado na regulamentação portuguesa em vigor (RSA [8]).

Uma vez que a situação mais desfavorável para a estabilidade das paredes corresponde ao vento a actuar na direcção perpendicular a cada parede (Figura 11) foi considerado o vento para cada direcção de desenvolvimento das paredes e com alternância do sentido de actuação.

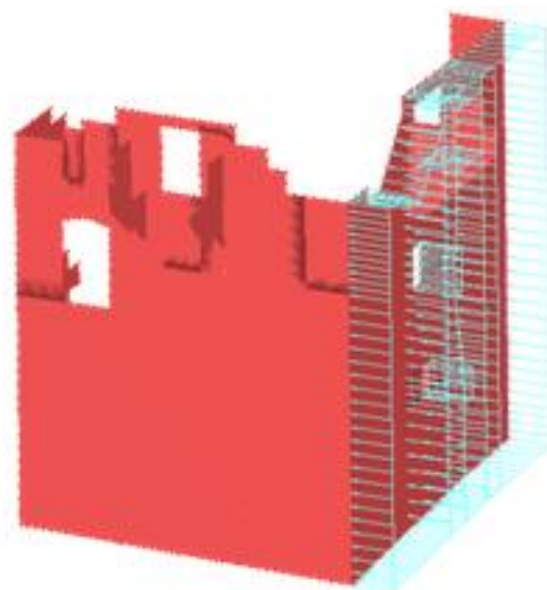


Figura 11 - Acção do vento sobre a fachada

3.5.4 Acção sísmica

Apesar do concelho de Vouzela estar situado numa zona de baixa/moderada sismicidade (zona sísmica C, de acordo com a regulamentação portuguesa RSA, [8]), e de não haver registos de sismos intensos nos últimos séculos nesta região, os efeitos de acções provenientes de sismos afastados podem causar danos relevantes neste tipo de estruturas.

Tabela 1 - Propriedades dos materiais adoptadas no modelo numérico.

Material	Mód. elasticidade E (MPa)	Coef. de Poisson ν	Peso volumico (kN/m ³)	Tensão resistente (MPa)	
				tracção	compressão
Granito [4]	20000	0,15	26,5	—	—
Alvenaria [6, 7, 11]	2000	0,15	22,0	0,05	1,00

Para a interpretação dos danos verificados na estrutura, e por forma a investigar a possibilidade de alguns dos danos terem sido causados por um eventual sismo, foi considerada uma acção sísmica de intensidade crescente ($1,0G \pm \alpha E$). Uma vez que a situação mais desfavorável para a estabilidade das paredes corresponde ao sismo a actuar na direcção perpendicular a cada parede, foi considerado o sismo para cada direcção de desenvolvimento das paredes e com alternância do sentido de actuação. Esta acção foi então simulada considerando forças mássicas, mobilizando a massa das paredes e varandas, em duas direcções horizontais independentes. Foram aplicadas forças correspondentes a 5%, 10%, 15% e 20% da massa total da estrutura, em ambas as direcções e sentidos.

Para a verificação da segurança estrutural foi calculado o coeficiente sísmico regulamentar de acordo com o RSA [8], considerando: i) o primeiro modo de vibração da estrutura (primeira frequência calculada de 3,60 Hz - ver Tabela 2); ii) um amortecimento global de 10%; iii) a localização da estrutura (zona sísmica C, coeficiente de sismicidade igual a 0,5); e, iv) terreno tipo I (rochas e solos coerentes rijos). Dos cálculos realizados resultou uma acção sísmica a considerar para a verificação da segurança correspondente a 0,15g (acção sísmica tipo I condicionante).

3.5.5 Acções resultantes da estrutura a construir

Para além de se estudar o comportamento e verificar a segurança das paredes existentes da torre tal como se encontram neste momento, foi ainda investigado o efeito que a estrutura que se pretende construir [3] terá sobre o comportamento da torre.

Assim, foi estimado o peso próprio dos pavimentos, e a sobrecarga regulamentar para a utilização prevista. Foi considerado que os pavimentos a construir serão apoiados nos quatro bordos. Foram consideradas cargas distribuídas nas paredes, à cota prevista para cada pavimento, correspondentes às forças descarregadas pelos pavimentos.

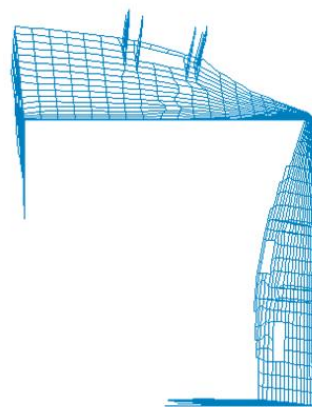
3.6 Cálculo das frequências e modos de vibração

Considerando as características de rigidez, as condições fronteira e a distribuição de massa foram determinados os seis primeiros modos de vibração e as frequências próprias associadas (Tabela 2 e Figura 12), por forma a caracterizar o comportamento dinâmico da torre.

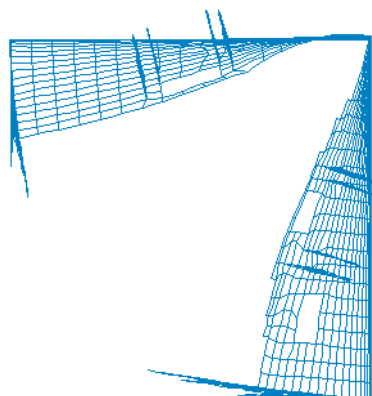
O primeiro modo de vibração é um modo que mobiliza a torção global da estrutura. No segundo é evidente a flexão das paredes para fora do seu plano. Nos modos superiores aparecem combinados estes comportamentos.

Tabela 2 - Frequências próprias calculadas

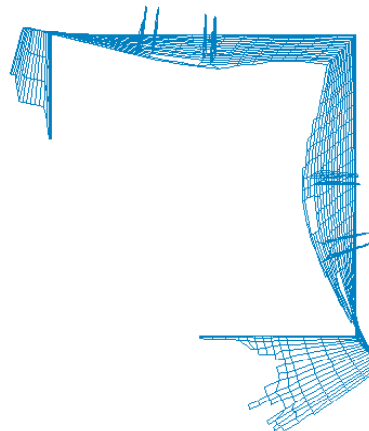
Modo n°	Frequência (Hz)
1	3,60
2	4,53
3	6,77
4	8,64
5	10,55
6	12,88



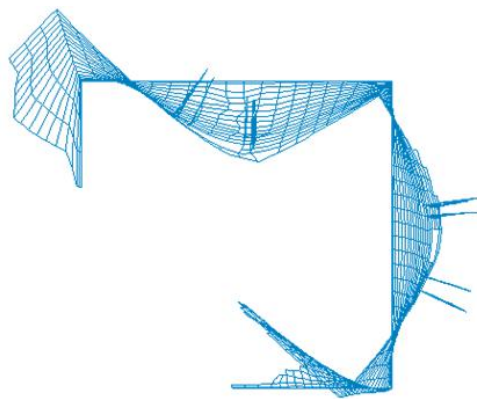
Primeiro modo



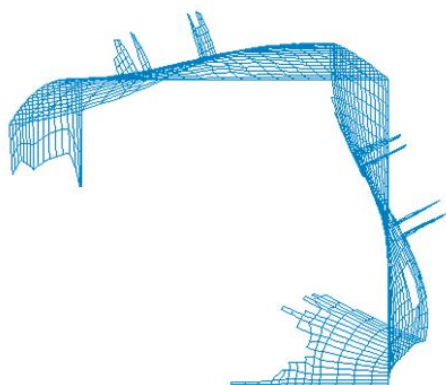
Segundo modo



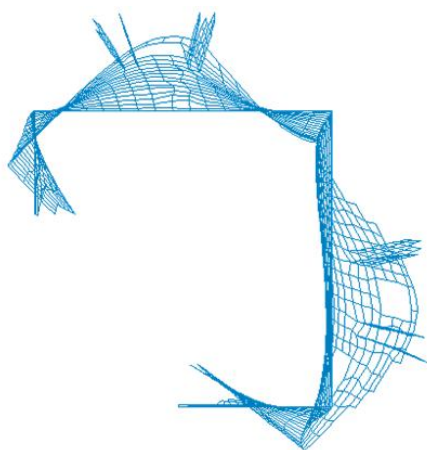
Terceiro modo



Quarto modo



Quinto modo



Sexto modo

Figura 12 - Modos de Vibração.

4 Análise e Interpretação dos Resultados da Análise Estrutural

Nesta secção são apresentados e discutidos os resultados das análises numéricas realizadas sobre a torre

em estudo, em termos de esforços máximos e tensões máximas (de membrana e de flexão), bem como deformações.

4.1 Interpretação dos danos

Para a interpretação das causas dos danos existentes na estrutura procedeu-se à comparação dos resultados obtidos com o modelo numérico, em termos de tensões principais máximas positivas com os danos observados. Nas Figuras 13 e 14 são representadas as tensões principais máximas σ_1 para as acções permanentes (peso próprio das paredes e varandas e o empeno das paredes). Na Figura 14 são representadas estas tensões σ_1 apenas para as zonas onde é excedido o limite de resistência em tracção σ_t (apresentado na Tabela 1).

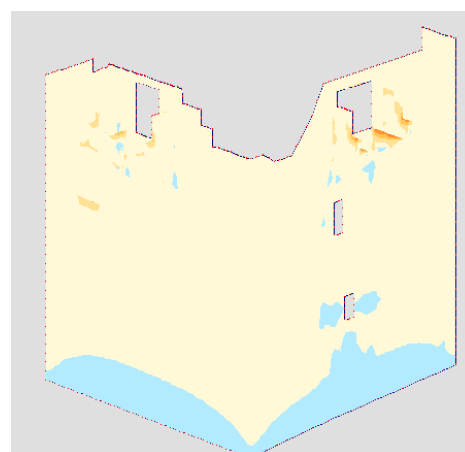


Figura 13 - Tensões principais σ_1 .

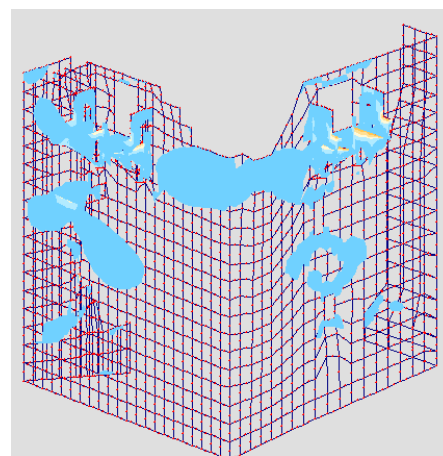


Figura 14 - Tensões principais σ_1 superiores a σ_t .

Nas Figuras 15 e 16 são confrontados os danos observados em cada parede com os resultados da análise numérica, em termos de tensões principais máximas σ_1 positivas. Como se pode observar, o efeito do peso próprio da estrutura faz aparecer tracções em zonas específicas que ultrapassam o limite de resistência do material e, portanto, justificam o aparecimento de fissuras observadas.

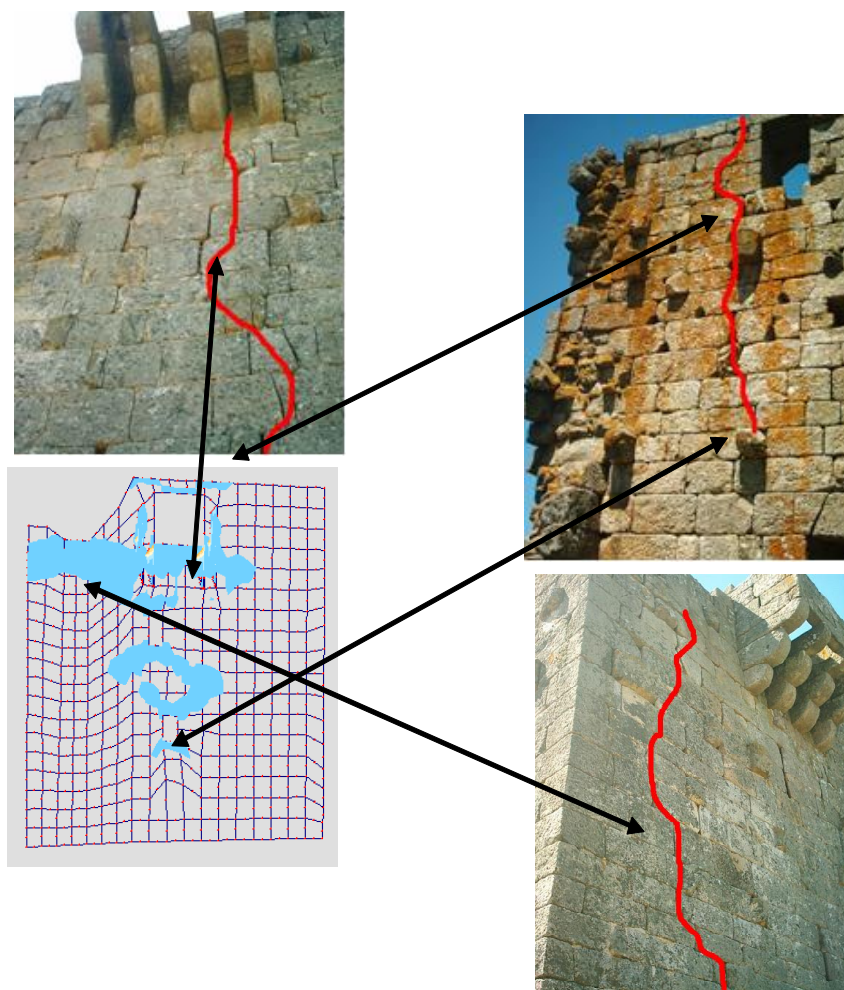


Figura 15 - Comparação entre danos observados e resultados numéricos - fachada oeste.

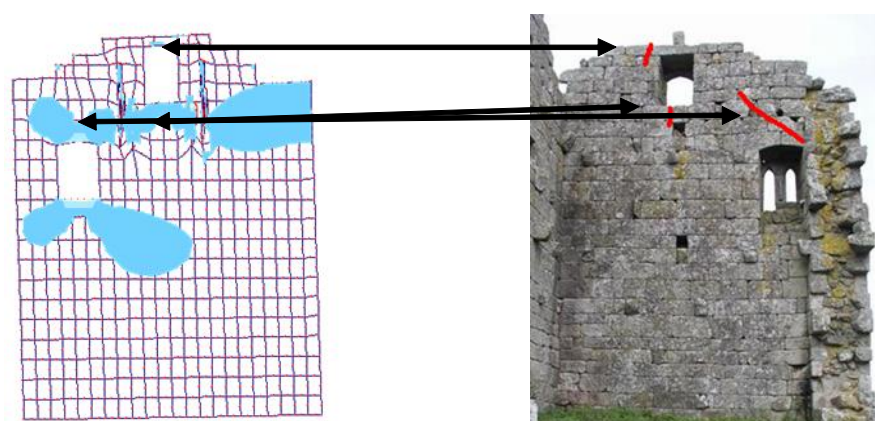


Figura 16 - Comparação entre danos observados e resultados numéricos - fachada norte.

De facto, só com o peso próprio consegue-se justificar grande parte das fissuras identificadas. As análises numéricas confirmam a já observada maior distribuição de danos na parede oeste. Foram ainda controlados os momentos principais provocados pelas cargas permanentes nas paredes. Como era de esperar, estes assumem valores reduzidos para estas solicitações.

Apesar das cargas permanentes justificarem praticamente todos os danos observados, foi ainda realizada uma análise de vulnerabilidade sísmica da construção existente. Foram então aplicadas acções sísmicas de intensidade crescente (0,05g a 0,20g) sobre a estrutura, nas duas direcções. Nas Figuras 17 e 18 apresentam-se os resultados destas análises em termos de tensões principais máximas σ_1 positivas. Os

resultados permitem visualizar a evolução do dano na estrutura para sismos de intensidade crescente.

Da análise sísmica efectuada pode concluir-se que sismos ocorridos, mesmo de baixa intensidade, podem

ter agravado os danos causados pelo peso próprio. Um sismo com a intensidade regulamentar ($\sim 0,15g$) produziria uma distribuição de dano generalizada, e até o provável colapso da estrutura existente.

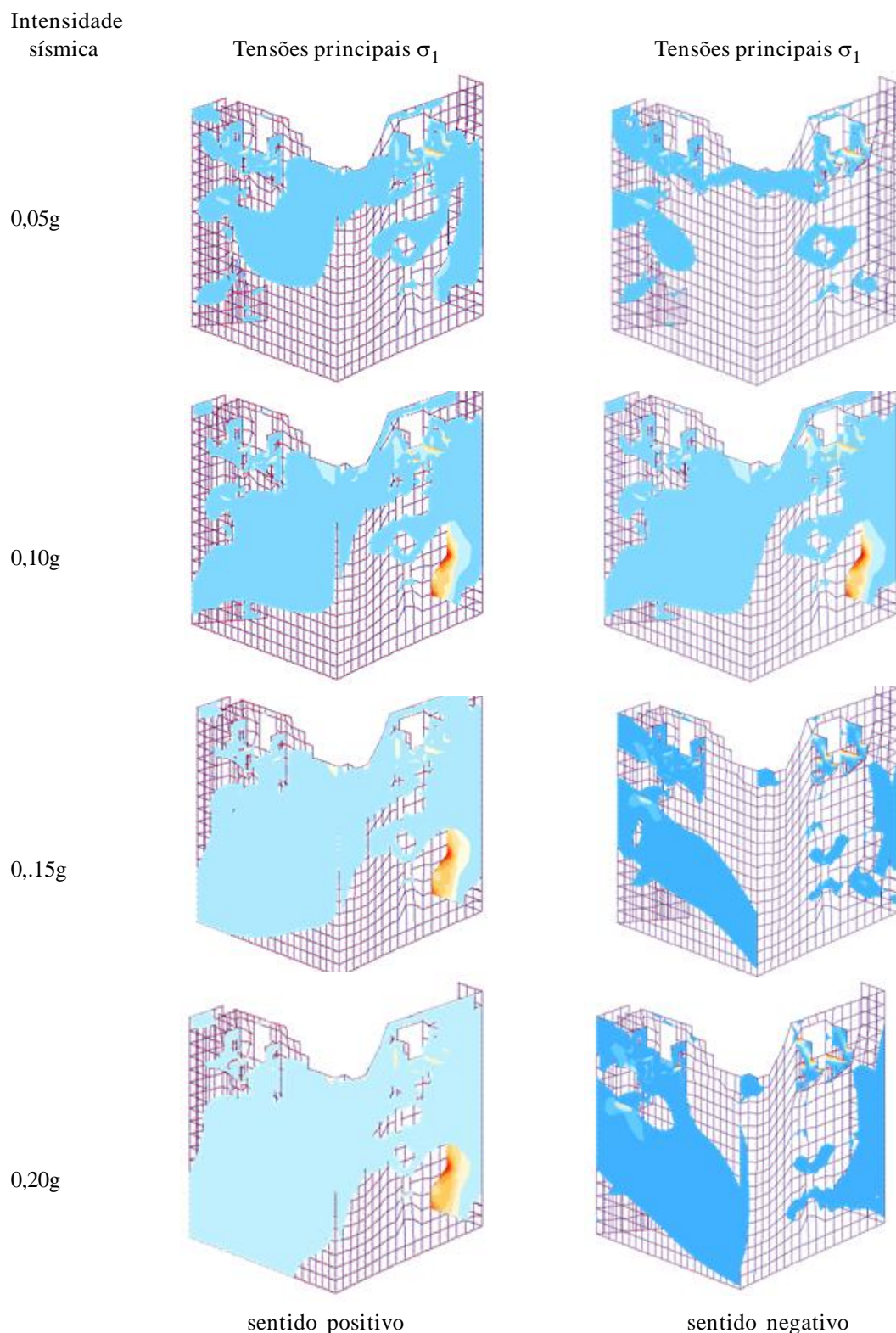


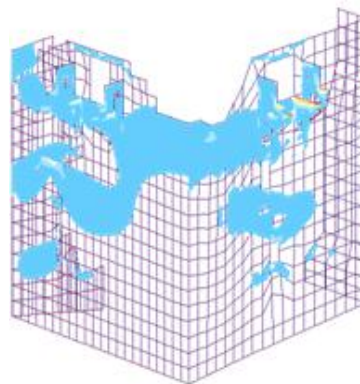
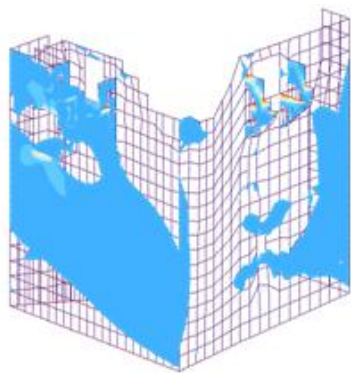
Figura 17 - Sismo segundo a direcção xx.

Intensidade
sísmica

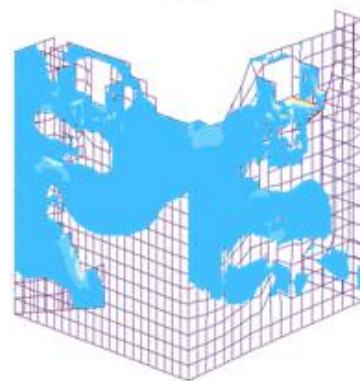
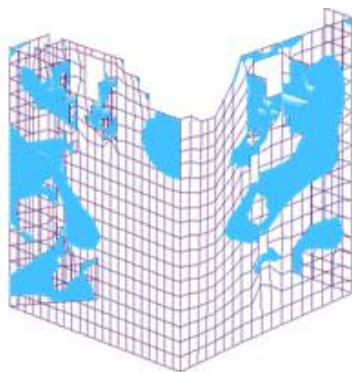
Tensões principais σ_1

Tensões principais σ_1

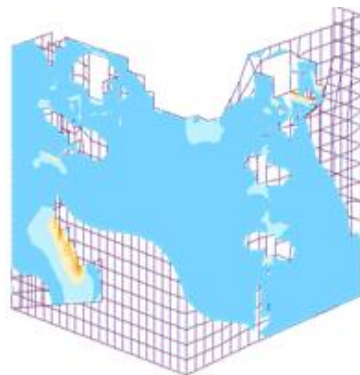
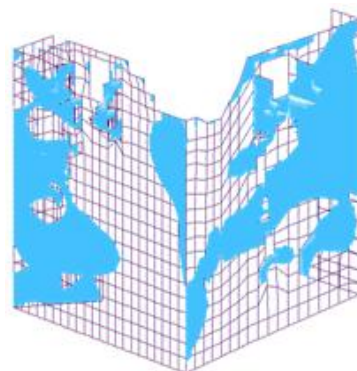
0,05g



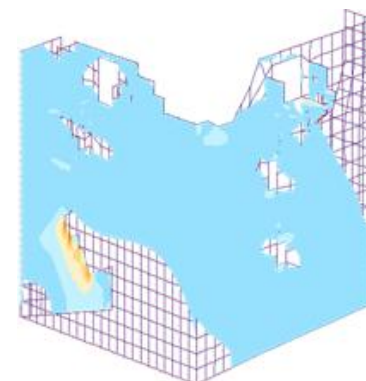
0,10g



0,15g



0,20g



sentido positivo

sentido negativo

Figura 18 - Sismo segundo a direcção yy.

4.2 Influência do empeno das paredes na sua estabilidade

Como já foi referido, os empenos das paredes foram simulados através de cargas horizontais equivalentes. Na Figura 19 é representada, a título ilustrativo, a deformada (em perspectiva e em planta) devido à acção equivalente ao empeno da parede oeste.

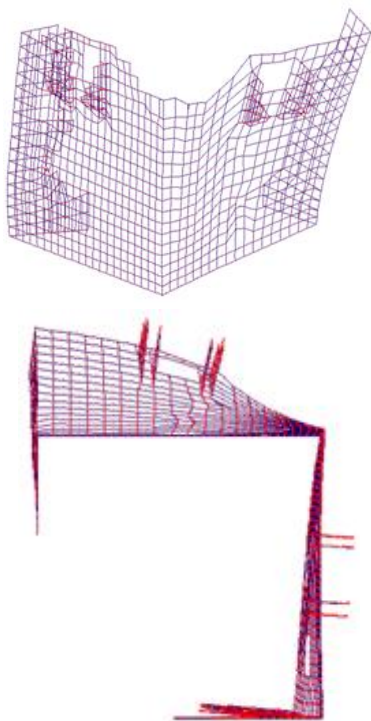


Figura 19 - Deformada da estrutura devido ao empeno da parede oeste.

Para quantificar a influencia do empeno das paredes na distribuição das tensões na estrutura, foi analisado o estado de tensão para a estrutura sujeita apenas às acções permanentes, com e sem o efeito do empeno das paredes. Na Figuras 20 a 23 são representadas as distribuições das tensões principais σ_1 e σ_2 para ambas as situações.

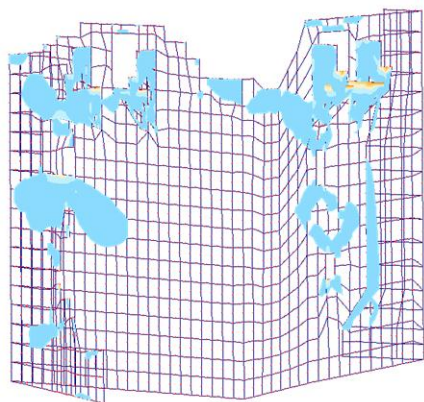


Figura 20 - Tensões principais σ_1 positivas sem empeno.

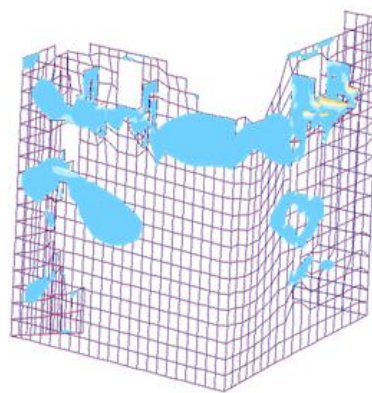


Figura 21 - Tensões principais σ_1 positivas com empeno.

Para a solicitação permanente constituída apenas pelo peso próprio das paredes, portanto sem considerar o efeito do empeno das paredes, a tensão principal máxima σ_1 positiva é estimada em 0,144 MPa. Considerando este efeito o valor de σ_1 máximo passa a ser de 0,148 MPa, correspondendo a um aumento de apenas de 3%, que não é considerado relevante. No entanto, comparando as distribuições de tensões σ_1 , verifica-se uma ligeira dispersão das zonas sujeitas a tracções, sendo esta mais relevante no topo da zona de intercepção das duas paredes, o que pode explicar o colapso deste canto.

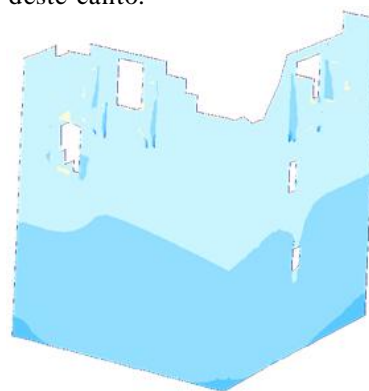


Figura 22 - Tensões principais σ_2 sem empeno.

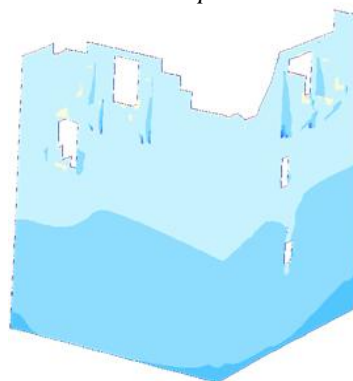


Figura 23 - Tensões principais σ_2 com empeno.

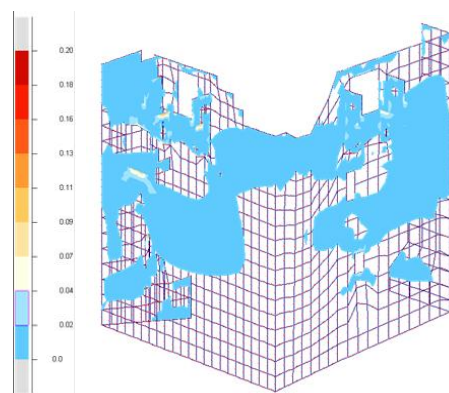
Quanto às tensões principais σ_2 , verificou-se um acréscimo do valor máximo em toda a estrutura de cerca 7%, tendo sido estimadas tensões principais máximas de 0,29 MPa e de 0,31 MPa para a situação sem e com empeno, respectivamente. Este acréscimo também não é considerado significativo. É de salientar que estes valores de tensão são bastante inferiores aos valores de referência apontados neste estudo para a resistência à compressão (cerca de 1 MPa, Tabela 1).

Os momentos flectores também tiveram alterações não significativas com o efeito do empeno.

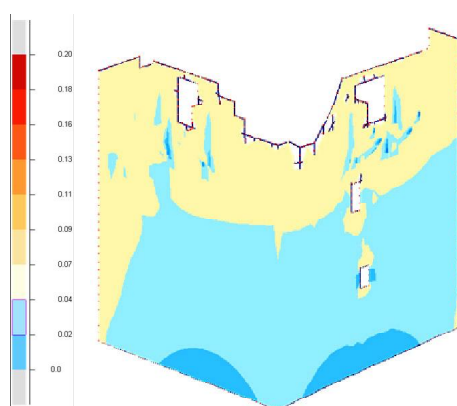
4.3 Verificação da segurança face às acções regulamentares

Para a verificação da segurança da estrutura, para as combinações de acções consideradas são analisados os valores máximos dos esforços envolventes em termos de tensões principais σ_1 e σ_2 , e momentos principais M_1 e M_2 , bem como o local onde estes ocorrem.

Na Figura 24 são representadas as envolventes das tensões principais σ_1 e σ_2 , considerando apenas os esforços de membrana.



σ_1 positivas



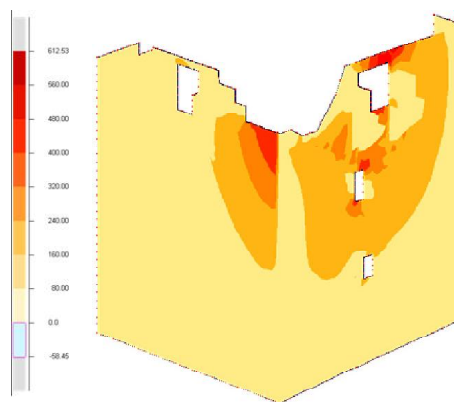
σ_2 negativas

Figura 24 - Envolvente das tensões principais.

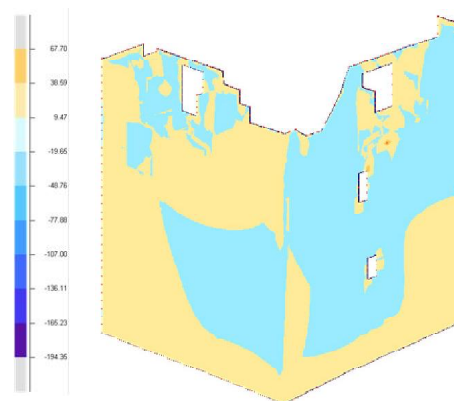
O valor máximo observado para a tensão principal máximas σ_1 é de 0,198 MPa, valor muito superior à resistência do material à tracção, σ_t . Portanto, mesmo sem considerar os momentos flectores, já se pode afirmar que a estrutura não verifica a segurança face às acções regulamentares.

Analisando a envolvente das tensões principais mínimas σ_2 , podemos verificar que as compressões máximas dão-se na base das paredes e tomam o valor de 0,66 MPa, valor inferior ao limite de referência adoptado (Tabela 1). No entanto, na verificação de segurança para os esforços máximos deve-se entrar em conta com os momentos flectores.

Na Figura 25 são representadas as distribuições das envolventes de momentos principais para as combinações de acções consideradas na verificação da segurança da torre. O valor máximo absoluto para os momentos principais máximos M_1 é de 612,53 kN m/m, registado na parte superior da parede oeste, e para os momentos principais mínimos M_2 é de 194,35 kN m/m, registado na parte superior da estrutura em ambas as paredes.



M1



M2

Figura 25 - Envolvente dos momentos principais.

4.4 Viabilidade de apoio parcial da nova estrutura sobre as paredes existentes

Para além da verificação da segurança das paredes da torre, tal como se encontram neste momento, era pretendido avaliar a viabilidade de apoiar parcialmente uma nova estrutura que se pretende construir.

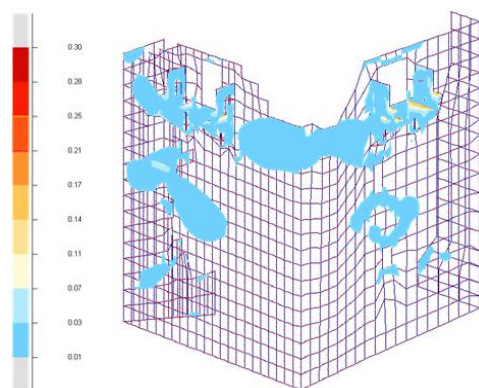
Para melhor compreender as alterações de esforços nas paredes existentes da torre, na hipótese de apoio da nova estrutura sobre estas, são aqui comparadas duas situações, considerando apenas as cargas permanentes e sobrecarga, nomeadamente: a estrutura existente e a estrutura existente mais as cargas que derivam da nova estrutura.

Em termos de cargas permanentes sobre as paredes existentes foi considerado o peso próprio das paredes e varandas e o empeno das paredes. Foram estimadas as cargas permanentes e sobrecarga que a nova estrutura gera, e incluídas numa combinação de acções. Para esta análise comparativa não são majoradas as acções.

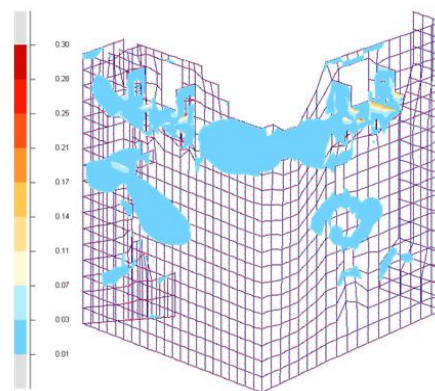
Nas Figuras 26 e 27 são representadas as distribuições de tensões principais máximas σ_1 e mínimas σ_2 para as duas hipóteses de carregamento aqui estudadas, nomeadamente, carregamento constituído apenas pela estrutura original, e carregamento constituído pela estrutura original mais a nova estrutura.

Na hipótese de apoio da nova estrutura sobre as paredes existentes, a distribuição de tensões principais máximas σ_1 na estrutura praticamente não é alterada, obtendo-se os mesmos valores máximos já apresentados para a estrutura original nas secções 4.1 e 4.2.

Relativamente às tensões principais mínimas σ_2 verifica-se um acréscimo de 6% do valor máximo (0,31 MPa para a estrutura original e 0,33 MPa com a nova construção), que ocorre na base das paredes. Este acréscimo, se executado de forma a transmitir as cargas centradas nas paredes, até poderá ser favorável à sua estabilidade.

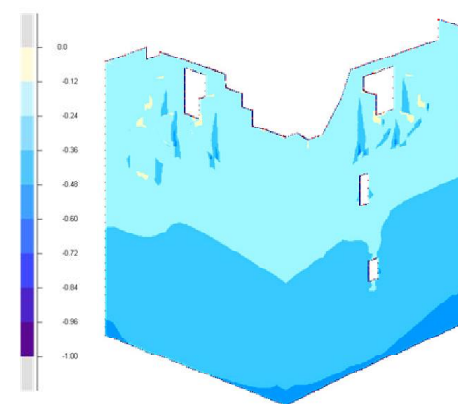


estrutura original

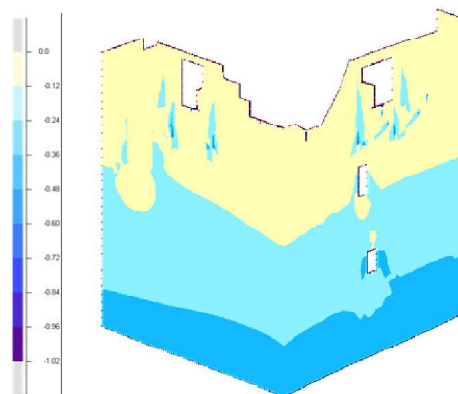


estrutura original + nova estrutura

Figura 26 - Tensões principais σ_1 positivas.



estrutura original



estrutura original + nova estrutura

Figura 27 - Tensões principais σ_2 .

5 Conclusões e Comentários Finais

É reconhecido mundialmente que o património cultural edificado continua a deteriorar-se, ficando este por vezes com danos irreparáveis. Salienta-se a

imensurável perda cultural que provoca o eventual colapso de uma construção histórica, como a torre de Vilharigues [1].

Dos estudos e análises numéricas realizadas podem-se tirar as seguintes que a seguir se apresentam:

- Os modelos estruturais elaborados permitiram reproduzir o comportamento da torre, avaliar as causas dos danos observados e analisar a sua resposta face às acções regulamentares.
- A maior parte dos danos estruturais observados nas paredes são já justificados com as cargas permanentes, devido à falta de confinamento que era garantido com a presença das paredes em falta. Um eventual sismo, mesmo de pequena intensidade, poderá ter intensificado estes danos. Salienta-se a elevada vulnerabilidade da construção como está actualmente face à acção dos sismos.
- O empeno das paredes actualmente verificado não altera significativamente o estado de tensão global da estrutura.
- Da análise de verificação da segurança das paredes para as acções regulamentares concluiu-se que a estrutura não verifica a segurança.
- O hipotético apoio de uma nova estrutura sobre as paredes existentes não altera significativamente a distribuição de esforços nas paredes. No entanto, as paredes existentes não verificam a segurança face às acções regulamentares, pelo que devem ser tomadas medidas no sentido do seu reforço ou estabilização.

Agradecimentos

Os autores desejam expressar os seus agradecimentos à Câmara Municipal de Vouzela, pela informação e apoio facultado para a realização deste estudo.

Referências Bibliográficas

- [1] H. Varum, A. Velosa, H. Rodrigues: Avaliação do comportamento estrutural da Torre Medieval de Vilharigues - Vouzela, Universidade de Aveiro, 2004.
- [2] As torres medievais no concelho de Vouzela - Câmara Municipal de Vouzela.
- [3] Memória descritiva do projecto de recuperação e valorização da Torre Medieval de Vilharigues - Câmara Municipal de Vouzela, 2004.
- [4] Memória descritiva e justificativa do projecto de recuperação da torre de Alcofra - Câmara Municipal de Vouzela, 2001.
- [5] Rochas ornamentais de Portugal, CEVALOR, Ed. Marpreste, 1995.
- [6] Historical constructions: Possibilities of numerical and experimental techniques, Proceedings of the 3rd International Seminar, Universidade do Minho, Guimarães, 2001.
- [7] S. Hernández, L.E. Romera, A. Sánchez, J. Casales, I. Valcarce, P. Loscos, J.M. Reinoso: Evaluación del comportamiento estructural de la Basílica del Pilar mediante modelos de elementos finitos, Universidade da Coruña, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2004.
- [8] RSA, Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes, Decreto-Lei N.º 235/83, Imprensa Nacional, Casa da Moeda, Lisboa, Portugal, 1983.
- [9] RoboBAT, Robot Millennium v.16.5, RoboBAT, 2003.
- [10] Finite element procedures, K.J. Bathe, Prentice Hall, 1996.
- [11] J. Heyman: The stone skeleton: Structural engineering of masonry architecture, Cambridge University Press, 1997.